

0-796286

На правах рукописи



РАДАЙКИН ОЛЕГ ВАЛЕРЬЕВИЧ

**СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДИКИ РАСЧЁТА ЖЁСТКОСТИ
ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ОБЫЧНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
С ПРИМЕНЕНИЕМ ТЕОРИЙ СИЛОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ**

05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

АВТОРЕФЕРАТ
диссертации на соискание учёной степени
кандидата технических наук

Казань – 2012

Работа выполнена в федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего профессионального образования «Казанский государственный архитектурно-строительный университет».

Научный руководитель Карпенко Николай Иванович
- академик РААСН,
доктор технических наук, профессор

Официальные оппоненты Ерышев Валерий Алексеевич
- доктор технических наук, профессор,
ФГБОУ ВПО «Тольяттинский государствен-
ный университет», директор инженерно-
строительного института.

Пирадов Константин Александрович
- доктор технических наук, профессор,
ФГБОУ ВПО «Московский Государствен-
ный открытый университет» им. В.С. Чер-
номырдина, заведующий кафедрой «Инже-
нерной и компьютерной графики».

Ведущая организация ФГБОУ ВПО «Санкт-Петербургский госу-
дарственный архитектурно-строительный
университет», г. Санкт-Петербург

Защита состоится «6» июля 2012 г. в 13⁰⁰ часов на заседании диссертационного совета Д 212.077.01 при Казанском государственном архитектурно-строительном университете по адресу: 420043, г. Казань, ул. Зеленая, 1, ауд. 3-203 (зал заседаний Ученого совета).

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке ФГБОУ ВПО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет».

Автореферат разослан «5» июня 2012 г.

НАУЧНАЯ БИБЛИОТЕКА КФУ



Ученый секретарь
диссертационного совета

Абдрахманова Л.А.

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность работы. При проектировании изгибаемых конструкций из обычного железобетона для обеспечения конструкционной безопасности и эксплуатационной пригодности определяющими являются нормативное требование по ограничению прогибов предельными значениями. Величина прогиба зависит от жёсткости, которая изменяется в процессе нагружения конструкции из-за появления неупругих деформаций в бетоне и трещин в растянутой зоне. Поэтому от того, насколько расчётная жёсткость соответствует фактическому напряжёнno-деформированному состоянию, будет зависеть эффективность конструктивного решения проектируемого элемента, его физические и геометрические характеристики, вид, марка, класс бетона и стали, размеры геометрического сечения, а в статически неопределимых системах, кроме того, это будет способствовать уточнению работы конструкции с учётом перераспределения усилий.

В связи с этим исследования, направленные на разработку и совершенствование методики расчёта жёсткости железобетонных изгибаемых элементов с трещинами в стадии эксплуатации, являются актуальными и имеют важное народнохозяйственное значение.

Объект и предмет исследований. В качестве **объекта** исследования в работе приняты железобетонные изгибаемые элементы – балки и балочные плиты прямоугольного профиля. **Предметом** исследования является жёсткость их поперечных сечений с трещинами, появившимися от действия статической нагрузки в стадии эксплуатации.

Цель работы – совершенствование методики расчёта жёсткости изгибаемых железобетонных элементов с учётом трещин в стадии эксплуатации, основанной на более полном, по сравнению с существующими подходами, учёте изменяющегося напряжёнno-деформированного состояния при увеличении нагрузки.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

- изучить состояние вопроса для анализа теоретических основ существующих методик определения жёсткости в изгибаемых элементах, в том числе с использованием диаграмм деформирования бетона, и выбора наиболее перспективных направлений, соответствующих современному уровню развития теории железобетона;

- усовершенствовать расчётные выражения для описания диаграмм « σ - ε » бетона, предложенных академиком Н.И.Карпенко, с целью сближения расчётной жёсткости рассматриваемых элементов, полученной по диаграммной методике и по СНиП 2.03.01-84*;

- разработать расчётную модель деформирования изгибаемого железобетонного элемента для определения его жёсткости, усовершенствовав нормативную схему распределения усилий и напряжений в сечении элемента на стадии эксплуатации;

- провести многофакторное компьютерное моделирование напряжённо-деформированного состояния элементов с трещинами для определения параметров модели и изучения влияния на их работу уровня нагружения, накопленных повреждений, соотношения модулей деформации бетона и арматуры, процента армирования, высоты трещины, сопротивляемости растянутого бетона над ней и наличия зоны предразрушения в её вершине;

- по результатам компьютерного моделирования разработать программу физического эксперимента и провести его для уточнения теоретических выражений и параметров расчётной модели;

- на основе полученной расчётной модели разработать методику определения жёсткости изгибаемых элементов с учётом накопленных повреждений и работы растянутого бетона над трещиной;

- сопоставить полученные результаты с теоретическими и экспериментальными данными отечественных и зарубежных исследователей и нормативными методиками (СНиП 2.03.01-84*, СП 52-101-2003, EuroCode и др.) и дать рекомендации для их практического применения.

Научная новизна работы заключается в следующем:

- для практического использования диаграммного метода расчёта изгибаемых элементов получены корректирующие коэффициенты к диаграммам « σ - ϵ » бетона, предложенным академиком Н.И. Карпенко, что позволяет сблизить значения жёсткости рассматриваемых элементов, вычисленные по диаграммной методике и по СНиП 2.03.01-84*;

- разработана расчётная модель деформирования изгибаемого элемента для определения его жёсткости на основе усовершенствования нормативной схемы распределения усилий и напряжений в сечении элемента, что выполнено путём введения в модель: поля рассеянных повреждений в растянутую часть бетона, концентратора напряжений в виде трещины А.Гриффица и зоны предразрушения постоянной длины в вершину трещины;

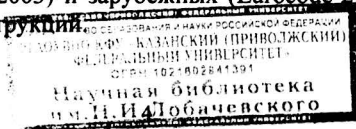
- на основе расчётной модели создана методика определения жёсткости изгибаемых элементов с учётом накопленных повреждений и работы растянутого бетона над трещиной;

- впервые получена расчётная зависимость высоты трещины от величины действующей нагрузки на основе многофакторного компьютерного моделирования напряжённо-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов.

Практическая значимость заключается в следующем:

- разработанная методика для определения жёсткости изгибаемой конструкции позволяет обеспечить её более рациональное конструирование и эффективный расход материала в сравнении с нормативным подходом;

- полученные корректирующие коэффициенты к диаграммам деформирования бетона позволяют автоматизировать расчёт прогибов железобетонных изгибаемых элементов и способствовать гармонизации отечественных (СНиП 2.03.01-84*, СНиП 52-01-2003) и зарубежных (Eurocode-2) норм проектирования железобетонных конструкций.



Результаты проведенных исследований использованы в актуализированной версии СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции», разработанной РААСН, а также в учебном процессе КазГАСУ для студентов строительных специальностей в курсе лекций «Железобетонные и каменные конструкции».

Автор защищает:

- новые расчётные коэффициенты к диаграммам деформирования бетона при растяжении и сжатии, применяемые для расчёта изгибаемых железобетонных элементов;
- расчётную модель деформирования железобетонного элемента, учитывающую накопление повреждений, работу растянутого бетона над трещиной, концентрацию напряжений в её вершине, а также наличие зоны предразрушения в ней;
- методику расчёта жёсткости изгибаемого элемента с одиночной арматурой, полученную на основе разработанной расчётной модели;
- результаты компьютерного моделирования распространения трещины в железобетонных элементах, работающих на изгиб;
- результаты экспериментов бетонных балок с начальным надрезом при чистом изгибе, а также цементных и цементно-песчаных пластин с начальной трещиной при растяжении.

Апробация работы. Основные результаты проведенных исследований обобщались на XII-ой науч.техн.конф. «Надежность строительных конструкций» (г. Самара, 2007), VII-ой Всероссийской конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции» (г. Чебоксары, 2007), конференции к 70-летию ЗАО «Казанский Гипрониавиопром» «Состояние и перспективы развития норм по проектированию железобетонных конструкций» (г. Казань, 2011), ежегодных республиканских научных конференциях Казанского государственного архитектурно-строительного университета (2005-2011гг.). Также часть исследований вошла в научные работы, удостоенные Диплома I-й степени Конкурса научных работ им. Н.И. Лобачевского (г. Казань, 2006), Почетной грамоты за 1-е место во II туре Всероссийского конкурса магистерских работ по направлению 270100.68 – «Строительство» (г. Казань, 2007), Диплома за участие в III туре Всероссийской студенческой олимпиады – конкурсе магистерских диссертаций по направлению 270100.68 – «Строительство» (г. Нижний Новгород, 2007), в Отчёт по гранту РААСН «Совершенствование методики расчёта жёсткости изгибаемых железобетонных элементов без предварительного напряжения арматуры с учётом физико-механических и реологических свойств материалов и развития трещин» (г. Москва, 2012).

Публикации. Основное содержание результатов работы опубликовано в 6 статьях, из которых 2 в изданиях, рекомендованных ВАК РФ. Список публикаций приведен в конце автореферата.

Структура и объем работы. Диссертация состоит из введения, шести глав, выводов и приложений. Объем диссертации составляет 180 страниц,

включая 86 рисунков и 33 таблицы. Список литературы содержит 195 наименований.

Автор благодарен своему научному руководителю академику РААСН, д.т.н., профессору Н.И. Карпенко; признателен к.т.н., доценту Ф.Х. Ахметзянову за руководство работой на начальном этапе её выполнения; а также приносит слова благодарности всем сотрудникам кафедры Железобетонных и каменных конструкций КГАСУ, в особенности заведующему кафедрой чл.-корр. РААСН, д.т.н., профессору Б.С. Соколову за оказанную поддержку во время выполнения и завершения диссертационной работы.

СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении дано обоснование актуальности исследуемой проблемы, указана научная новизна, практическая значимость, приведены общая характеристика работы и её основные положения.

В первой главе изложено состояние вопроса: рассмотрены метод предельных состояний, диаграммный метод, методы линейной и нелинейной механики разрушения и теории накопления повреждений. Поставлены цель и задачи диссертационной работы.

Наиболее распространённым в теории железобетона является **метод предельных состояний** (МПС). Вклад в его развитие внесли О.Я. Берг, М.С. Баршанский, В.М. Бондаренко, А.А. Гвоздев, А.Б. Голышев, А.С. Залесов, Н.И. Карпенко, В.И. Мурашов, Я.М. Немировский, М.М. Холмянский и др. В соответствии с МПС физические процессы, протекающие в эксплуатационной стадии и предшествующие окончательному разрушению железобетонного элемента, в рассмотрение либо не входят вообще, либо учитываются косвенно через эмпирические коэффициенты. В частности, не учитываются работа растянутого бетона над трещиной, концентрация напряжений в её вершине, а также влияние рассеянных мелких трещин на поведение железобетона под нагрузкой. Неучет этих факторов, согласно исследованиям А.И. Волового, П.И. Герба, Г.В. Мурашкина, Д.А. Панфилова и др., приводит к заметному занижению жёсткости поперечных сечений и, как следствие, к перерасходу стали при проектировании изгибаемых конструкций.

В развитие этого метода в 1960-е гг. Я.М. Немировским впервые были рассмотрены вопросы расчёта деформаций изгибаемых ЖБК с учётом работы растянутого бетона над трещиной и предложена линейная зависимость между высотой трещины l и изгибающим моментом M , что было сделано на основе небольшого числа экспериментальных данных. Последнее обстоятельство и сама по себе сложность такого подхода, как отмечено в работе А.С. Залесова и В.В. Фигаровского (1976), не позволила при том уровне развития теории и вычислительной техники найти ему широкое практическое применение. Кроме того, более поздние опыты К.А. Пирадова показали нелинейную зависимость между l и M . Отметим, что исследованию работы растянутой зоны железобетонного элемента после образования трещин посвящены работы В.М. Бонда-

ренко, А.В. Боровских, В.И. Колчунова, В.Г. Назаренко, Н.В. Никитина, А.Ф. Ростомян и др.

Устранить указанные несоответствия МПС реальной работе конструкции в определённой мере способен **диаграммный метод** расчёта ЖБК, большой вклад в развитие которого внесли отечественные и зарубежные учёные А.А. Дыховичный (1978), В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко (1982), О.Ф. Ильин, А.А. Гвоздев (1984), Ю.П. Гуща, Л.Л. Лемыш (1985), Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, М.А. Сапожников (1987), В.Н. Байков, М.И. Додонов, Б.С. Расторгуев (1987), Д.Н. Лазовский (1998), Ле Ф. Леонгард, L.Saennz, ЕКБ, B.Sinha, P.Desayi, S.Krisnuan, K.Gerstle, L.Tulin, Kabeila и мн. др. Положительной особенностью рассматриваемого метода является то, что он позволяет производить расчёты изгибаемых ЖБК по I-й и II-й группам предельных состояний на основе единого подхода на всех стадиях работы конструкции. Диаграммный метод последние годы стал интенсивно внедряться в нормативную базу проектирования ЖБК, однако его широкое распространение на практике сдерживается тем, что всё ещё дискуссионным остаётся вопрос, какой зависимостью аппроксимировать экспериментальные кривые деформирования бетона и стальной арматуры. Это в свою очередь обосновывает актуальность проведённых в работе исследований с целью совершенствования расчётных диаграмм состояния бетона. Анализ литературы показал, что наиболее близкими по форме к экспериментальным являются теоретические диаграммы, полученные акад. Н.И. Карпенко, которые и приняты автором для дальнейшего рассмотрения. Однако на практике существует проблема учёта концентрации напряжений в вершине трещины в рамках диаграммного метода и, как показал анализ результатов уже выполненных исследований, она может быть решена с использованием механики разрушения твёрдого тела.

Её теоретические основы приведены в работах отечественных исследователей: В.И.Астафьева, М.И.Бруссера, П.И. Васильева, Е.А.Гузеева, В.М.Ентова, А.С. Жовнира, Ю.В.Зайцева, А.С.Кулябина, Е.М.Митрафанова, Е.М.Морозова, Н.Ф. Морозова, В.В.Панасюка, В.З.Партона, К.А.Пирадова, Е.Н.Пересыпкина, Ю.Н.Радаева, Л.П.Трапезникова, Г.П.Черепанова, В.И.Ягуста и др., зарубежных авторов: З.П.Бажанта, Г.И.Баренблатта, А.Гриффитца, Д.С.Дагдейла, Г.Р.Ирвина, А. Карпинтери, Ф.Макклинтонка, Ю.Мураками, Д.Р.Райса, А.Хиллерборга, С.П.Ша и др.

В целом использование механики разрушения позволяет дополнить МПС и диаграммный метод новыми практическими результатами при оценке жёсткости сечений. Однако её методы также не способны учесть снижение сопротивляемости бетона за счёт накопления в нём рассеянных мелких трещин. Уточнить получаемые результаты в этом вопросе способна теория накопления повреждений, которая началась с А.Пальмгрена, Дж.Бейли, М.А.Майнера, А.К.Малмейстера, В.П.Тамужа и развита в трудах В.И.Астафьева, Ф.Х. Ахметзянова, З.П.Бажанта, В.В.Болотина, Ю.Н.Радаева, Л.М.Качанова, Ю.Н.Работнова, Дж.Лемайтре и др. Согласно ей предполагается существование непрерывной изотропной среды, в которой распределены отдельные дефекты структуры – рассеянные мелкие трещины, подчиняющиеся статистическим за-

конам и определяющие действительную прочность и деформативность материала конструкции.

Выполненный анализ состояния вопроса позволил сформулировать цель исследований и поставить задачи для её достижения.

Вторая глава посвящена совершенствованию описания диаграмм деформирования бетона для определения жёсткости и трещиностойкости железобетонных элементов диаграммным методом. Расчётная модель сечения изгибаемого элемента и диаграммы показаны на рис.1,2.

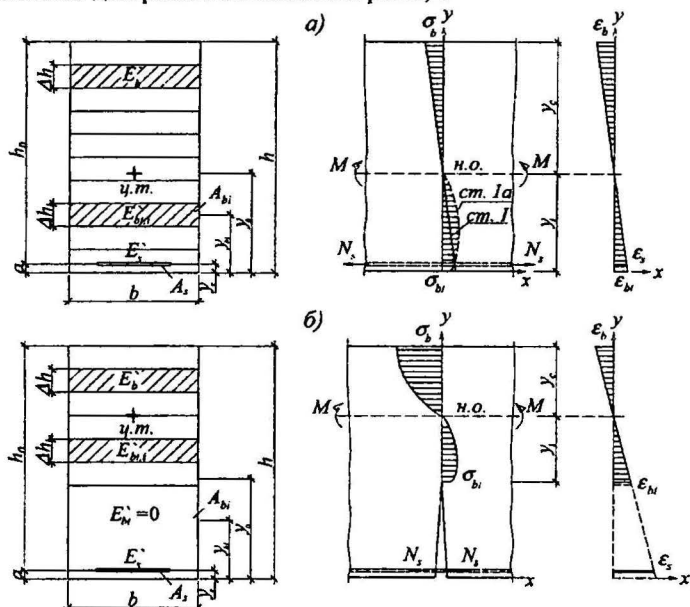


Рис. 1. Расчётная схема нормального сечения изгибаемого железобетонного элемента: а – на стадиях I, Ia; б – на стадии II

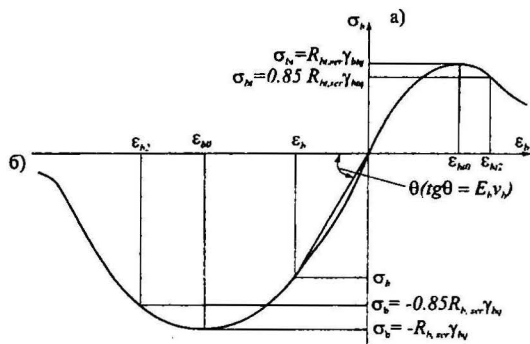


Рис. 2. Диаграммы деформирования бетона:

а – при растяжении и б – при сжатии

В качестве «эталона» принята методика расчёта изгибаемых элементов по методу предельных состояний СНиП 2.03.01-84*, так как за длительную историю существования она на практике показала свою высокую надёжность и работоспособность.

По диаграммному методу аналитическая зависимость описания диаграммы сжатия « $\varepsilon_b - \sigma_b$ » бетона (рис. 2, б), согласно предложению академика Н.И.Карпенко, принимается в виде формул (1), (2). Величина ω , входящая в формулу (2), вычисляется с учётом нового корректирующего коэффициента β_c (формулы (5), (6)), полученного из условия равенства нормативных и расчётных деформаций в вершине диаграммы и в конце её ниспадающей ветви.

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b \nu_b}, \quad (1)$$

где ν_b – коэффициент изменения секущего модуля, который вычисляется по формуле:

$$\nu_b = \bar{\nu}_b \pm (\nu_0 - \bar{\nu}_b) \sqrt{1 - \omega \eta - (1 - \omega) \eta^2}, \quad (2)$$

где $\eta = -\sigma_b / (R_{b,ser}) \geq 0$ – текущий уровень напряжений в бетоне; $\bar{\nu}_b \geq 0$ – коэффициент изменения секущего модуля в вершине диаграммы:

$$\bar{\nu}_b = - \frac{R_{b,n}}{\varepsilon_{b0} E_b} \quad (3)$$

ε_{b0} – деформация бетона в вершине диаграммы.

ν_0 – начальный коэффициент изменения секущего модуля;

ω – коэффициент, характеризующий кривизну диаграммы:

- для восходящей ветви диаграммы $\nu_0 = 1,0$,

$$\omega = 2 - 2,5 \bar{\nu}_b \quad (4)$$

- для нисходящей ветви диаграммы $\nu_0 = 2,05 \bar{\nu}_b$,

$$\omega = 3,5 \beta_c \bar{\nu}_b^2 - 0,14, \quad (5)$$

где β_c – коэффициент, который для расчёта по I-й группе предельных состояний определяется по формуле (6), а для расчёта по II-й группе принимается равным 1,0.

$$\beta_c = 0,775 + 3,7B - 22,5B^2 \quad (6)$$

Аналитическую зависимость описания диаграммы растяжения бетона « $\varepsilon_{bt} - \sigma_{bt}$ » (рис. 2, а) принимается также в виде формул (1), (2) где ε_b , σ_b , ν_b , $\bar{\nu}_b$ заменяются соответственно на ε_{bt} , σ_{bt} , ν_{bt} , $\bar{\nu}_{bt}$; $\eta = \sigma_{bt} / R_{bt,ser}$, причём:

$$\bar{\nu}_{bt} = \left(a + 0,15k \frac{R_{btm}}{R_{0n}} \right) \frac{1}{k}, \quad (7)$$

где $R_{0n} = 2,5$ МПа, a – новый корректирующий коэффициент, принимаемый $a = 0,4$ – для неармированных сечений, $a = 0,6$ – для железобетонных сечений; k – коэффициент, равный для нормативной диаграммы 1,0, для расчётной – $k = R_{bt,ser} / R_{bt}$;

Для восходящей ветви диаграммы для ω см. ф. (4). Для нисходящей ветви:

$$\omega = 0,5 \beta_c \bar{\nu}_t - 0,14 \quad (8)$$

где β_i – корректирующий коэффициент, который для расчёта по I-й группе предельных состояний определяется по формуле (9), а для расчёта по II-й группе принимается равным 1,0.

$$\beta_i = 1 + 0,29 \left(\frac{B}{100} \right) - \text{если } a=0,4 \quad \beta_i = 1,5 + 0,5 \left(\frac{B}{100} \right) - \text{если } a=0,6 \quad (9)$$

Коэффициент β_i так же, как и β_c , определяется из условия равенства нормативных и расчётных деформаций в вершине диаграммы и в конце её ниспадающей ветви.

Отметим, что научную новизну исследований составляют зависимости (5)-(9), для получения которых был выполнен расчёт момента трещинообразования и разрушающего момента для рассмотренного на рис.1 элемента. При этом варьировались класс бетона В (В10÷В100) и процент армирования μ (0%, 0,63%, 2,31%, 3,08%). Определению подлежала также и жёсткость элемента по мере увеличения кратковременной нагрузки с учётом варьирования этих факторов.

В главе выполнено сопоставление жёсткости, вычисленной по методике СНиП 2.03.01-84* и по диаграммной методике с учётом полученных коэффициентов (5)-(9), с экспериментами К.А. Пирадова, С.С. Ватагина и Т.А. Мухамедисва. Установлено, что в ряде случаев в зависимости от процента армирования, класса бетона и схемы армирования расчётная жёсткость элементов получается от 5 до 34,5% ниже опытной, что приводит к перерасходу стальной арматуры. В связи с этим целью дальнейших исследований ставилось совершенствование расчётной модели деформирования изгибаемого элемента с трещинами и разработка на основе этого методики определения жёсткости, способной сблизить расчётные и экспериментальные данные.

В третьей главе выполнены исследования влияния работы растянутой зоны бетона на жёсткость железобетонного элемента до появления трещины методами теории повреждаемости. Для этого растянутая зона представлена в виде пучка связанных волокон – моделью Х.Даниэлса, а распределение прочности R_i по сечению пучка принято по нормальному закону, что обусловлено развитием в материале начальных усадочных мезотрещин разной длины. Бетон сжатой зоны и растянутая арматура работают в упругой стадии. Условие сплошности обеспечивается введением в расчётные формулы параметра повреждаемости Качанова-Работнова. На рис.3 показана расчётная схема сечения для двух стадий работы элемента.

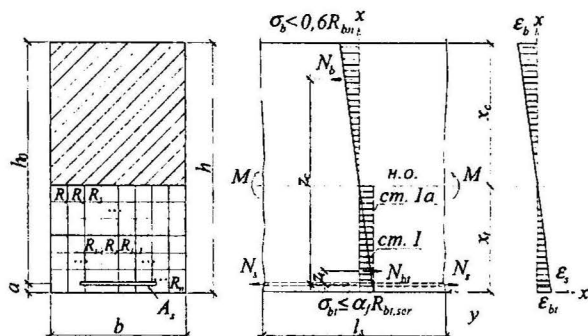


Рис. 3. Расчетная схема нормального сечения изгибаемого железобетонного элемента до образования трещины (стадии I, Ia НДС)

Расчётное выражение для жёсткости, учитывающее работу сжатого и растянутого бетона, а также растянутой арматуры, принято в виде:

$$B = I_{bc} E_b + I_{bt} E_b f_D + I_s E_s, \quad (10)$$

где I_{bc} , I_{bt} , I_s – момент инерции соответственно сжатой зоны бетона, растянутой зоны бетона и растянутой арматуры относительно нейтральной оси; E_b , E_s – модуль упругости соответственно бетона и стальной арматуры; f_D – функция, учитывающая снижение модуля деформации бетона растянутой зоны за счёт накопления повреждений:

$$f_D = 1 - \frac{D_f}{\alpha_f} \frac{M}{M_{crc}}, \quad (11)$$

где α_f – опытный коэффициент, учитывающий, что в экспериментах трещины появляются при напряжениях несколько меньших, чем $R_{bt,ser}$, D_f – параметр повреждаемости в этот момент. Согласно вышепринятым предпосылкам формулы для диаграмм деформирования бетона сжатой и растянутой зоны сечения соответственно имеют вид:

$$\sigma_b = E_b \varepsilon_b; \sigma_{bt} = E_b f_D \varepsilon_{bt}. \quad (12)$$

Для определения параметров α_f и D_f с использованием модели Х.Даниэлса потребовалось преобразовать кинетическое уравнение Л.М.Качанова для эффективных напряжений через статистические параметры и записать его в следующем виде:

$$1 - s V_m = \frac{\alpha_f}{1 - D_f}, \quad (13)$$

где s – показатель надёжности; V_m – коэффициент вариации прочности бетона на растяжение, устанавливаемый по ГОСТ 18105-86. Параметр повреждаемости в уравнении (14) имеет вероятностную природу:

$$D(\sigma_{bt}) = \int_{R_{bt,ser}}^{\sigma_{bt}} f(R) dR + q, \quad (14)$$

где σ_{bt} – номинальные напряжения в растянутом бетоне; $f(R)$ – плотность распределения прочности на растяжение по его сечению, q – доверительная вероятность.

По результатам численных исследований с использованием этих зависимостей получены аналитические выражения для параметров α_f и D_f , графики которых показаны на рис.4.

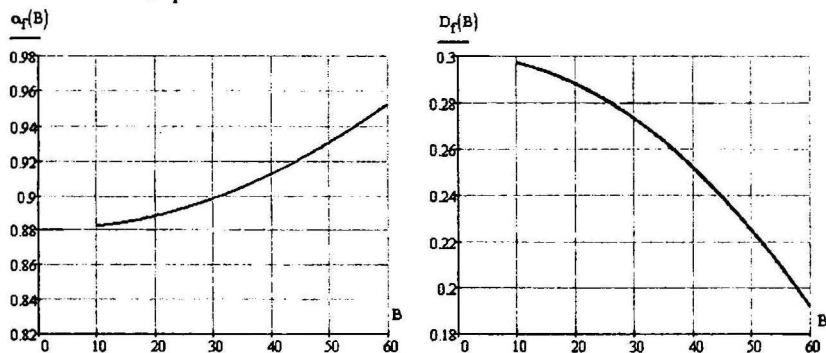


Рис.4. Значение коэффициентов α_f и D_f для бетона классов В10+В60

$$\alpha_f = 0,88 + 2 \cdot 10^{-5} B^2 \quad (15)$$

$$D_f = 0,3 - 0,3 \cdot 10^{-4} B^2 \quad (16)$$

В четвертой главе рассмотрено влияние работы растянутого бетона над трещиной на жёсткость методами механики разрушения железобетона. Трещина представлена острым разрезом Ирвина-Орована (рис.5), моделирующим концентрацию напряжений в её вершине.

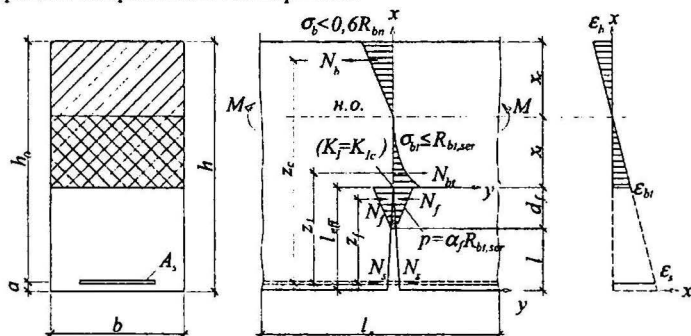


Рис. 5. Расчетная схема нормального сечения изгибаемого железобетонного элемента после образования трещины

Дополнительно учитывается микрорастрескивание в вершине разреза, используя для этого модель фиктивной трещины С.П.Ша. Это в свою очередь предполагает: удлинение разреза Ирвина-Орована (фактической трещины) на

величину, равную размеру зоны предразрушения d_f , и приложение к образовавшимся новым поверхностям трещины сил сцепления p , распределённых по треугольному закону; при этом размер d_f принят константой материала, которая определяется экспериментально методами акустической эмиссии, лазерной спектральной интерферометрии, измерением поверхностной микротвёрдости и др.

Принято, что бетон и арматура являются изотропными и упруго-деформируемыми материалами – начальная связь между напряжениями и деформациями описывается законом Гука:

$$\sigma_b = E_b \varepsilon_b, \sigma_{bt} = E_b (1 - D_f) \varepsilon_{bt} \quad (17)$$

Нелинейность процесса деформирования железобетонного элемента обуславливается развитием трещины в растянутом бетоне. Растягивающие напряжения над трещиной распределяются по криволинейному закону и описываются зависимостью с учётом их концентрации в вершине:

$$\sigma_{bt} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi(x-l)}} + \frac{ME_b}{B} (h - x_c - x), \quad l \leq x \leq x_t, \quad (18)$$

где K_I – коэффициент интенсивности напряжений, x – текущая координата по вертикальной оси с началом на нижней грани сечения.

Условие старта трещины записано в виде:

$$K_I = K_{Ic}, \quad \sigma_{bt}|_{x=l} = \alpha_f R_{bt,ser}, \quad (19)$$

где K_{Ic} – критический коэффициент интенсивности напряжений, определяемый экспериментально по ГОСТ 29167-91.

Расчётное выражение для жёсткости, учитывающее работу сжатого и растянутого бетона, а также растянутой арматуры, принято в виде:

$$B = I_{bc} E_b + I_{bt} E_b (1 - D_f) + I_s \frac{E_s}{\psi_s}, \quad (20)$$

где I_{bc} , I_{bt} , I_s , E_b , E_s – величины, как и в формулах (10), (11), но вычисленные с учётом выключения части растянутой зоны бетона из работы вследствие образования трещины; ψ_s – нормативный коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между двумя смежными трещинами.

Для определения неизвестных величин в формуле (20), кроме уравнений статики, совместности деформаций и физических соотношений в качестве дополнительного выражения принята неявная зависимость высоты трещины от изгибающего момента:

$$\Phi_I(l) = \frac{M}{M_0} \Phi_I(l_{ult}), \quad (21)$$

где M_0 – изгибающий момент при полном выключении растянутого бетона из работы (определяется по СНиП 2.01.03-84*); l и l_{ult} – текущее и предельное значение высоты трещины.

$$l_{ult} = h - \frac{\sqrt{(E_s A_s)^2 + 4 E_b b h_0 E_s A_s} - E_s A_s}{2 E_b b} \quad (22)$$

Φ_I – тарировочная функция, построенная по результатам конечно-элементного моделирования трещин с применением методик Е.М. Морозова и

В.З.Партон в программном комплексе *Ansys*. (В этом комплексе присутствуют удобные инструменты для решения задач механики разрушения). На рис.6 показан график одной из такой функций, каждая из которых зависит от высоты сечения элемента, класса бетона по прочности и процента армирования.

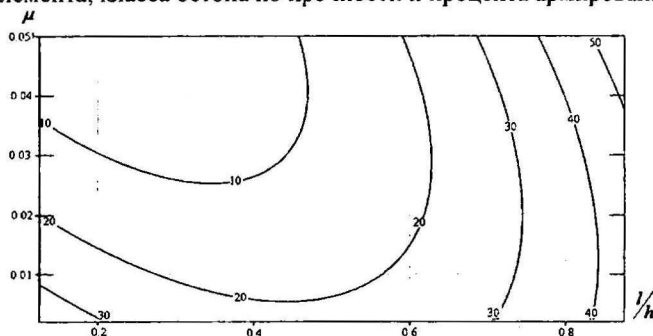


Рис.6. Изолинии тарировочной функции $\Phi_R(l/h; \mu; B)$ для изгибаемого железобетонного элемента из бетона В20, м³

С помощью этой функции по формуле (21) численно построена зависимость высоты трещины от изгибающего момента, чей график для железобетонной балки 75x100x840мм из тяжёлого бетона В20 показан на рис.7. На нём же приведены экспериментальные значения из опытов К.А.Пирадова. Вертикальный участок на этом графике объясняется перераспределением усилий с бетона на арматуру в процессе роста трещины. Для других классов бетона и процентов армирования значения функции (21) представлены в интерполяционных таблицах, из которых, зная нагрузку на элемент, определяется высота нормальной трещины.

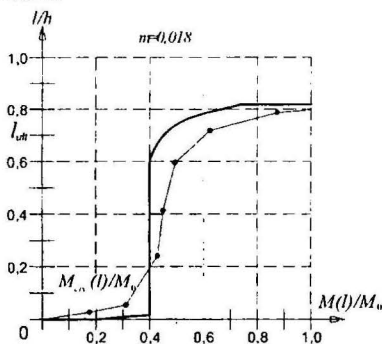


Рис.7. Зависимость высоты трещины от изгибающего момента:

● — опыты К.А. Пирадова;
— результаты расчётов

Пятая глава посвящена физическим экспериментам, проведённым автором для проверки адекватности предложенных формул и уточнения параметров методики.

Для оценки размера зоны предразрушения в вершине трещины, d_f , предложено применить стандартную методику определения поверхностной микро-

твёрдости прибором ПМТ-3. Результаты измерений дают качественную картину распределения прочных и слабых мест вокруг вершины трещины, что позволяет устанавливать границы зоны предразрушения и определять её размер. Изготовлены образцы в виде пластин размером 30х30х5 мм двух серий – цементные и из цементно-песчаного раствора состава 1:2, по 4 образца в каждой серии. Начальная трещина-инициатор в каждом образце создавалась путём закладки целлулоидной плёнки 15х5х0,2мм в опалубку во время заливки раствора. По истечении трёх суток плёнка удалялась, далее образцы выдерживались до набора проектной прочности в возрасте 28 суток. Чтобы инициировать микрорастрескивание в вершине искусственной трещины, а затем и её развитие, к берегам надреза прикладывалась расклинивающая механическая нагрузка.

Согласно полученным данным, образцы из цементного камня разрушались квазихрупко и с постоянным размером зоны предразрушения по длине траектории трещины ($d_f \approx 2,2 \pm 0,2$ мм), а цементно-песчаные образцы – псевдопластично при переменном значении размера зоны предразрушения в процессе развития трещины ($7,3 \pm 0,7$ мм... $2,2 \pm 0,2$ мм). Установлено, что средняя поверхностная микротвёрдость цементных и растворных образцов получилась одинаковой. При этом образцы, выполненные из цементно-песчаного раствора, имели больший разброс свойств.

Вторая часть экспериментальных исследований заключалась в проведении равноосных испытаний – с построением полных диаграмм деформирования – при чистом изгибе цементно-песчаных балочек $b \times h \times L = 4 \times 4 \times 16$ см с заранее заданным в середине их пролёта начальным надрезом высотой l_0 . Были решены две задачи: выполнена опытная проверка параметра α_f (см. формулы (11), (15)) и изучено влияние прочности бетона и масштабного фактора (через варьирование соотношения l_0/h) на размер зоны предразрушения d_f .

Возраст бетона к началу загрузки всех образцов (32 шт.) составил более двух лет, что позволило максимально устранить влияние усадки и начального набора прочности бетона на результаты эксперимента. Для обеспечения равноосности испытаний по рекомендациям В.И.Шевченко была изготовлена установка с жестким упругим элементом-трубой Ø109мм, который по мере нагружения воспринимал излишки нагрузки на себя и тем самым обеспечивал устойчивость процесса роста трещины.

Величина α_f определялась, как отношение нагрузки P_f в момент старта трещины из вершины надреза к усилию P_{ult} соответствующей вершине диаграммы « $P-f$ » (f – прогиб балки). Полученный численно по формуле (15) уровень напряжений старта трещины подтвердился экспериментально: $\alpha_f = 0,694...0,701 R_{bt,ser}$.

По мере роста трещины с увеличением нагрузки определялись её высота l и ширина раскрытия a_{cre} по сделанным фотоснимкам боковой поверхности балок. (Фотоснимки рассматривались при большом увеличении на экране монитора компьютера, погрешность измерения составила не более 5%). Полученные опытные данные l и a_{cre} были введены в модель фиктивной трещины С.П. Ша для рассматриваемых образцов, что позволило получить расчётным путём размер зоны предразрушения в вершине трещины: $d_f = 7,41...9,06$ мм. Это подтвер-

дило вышеизложенные результаты проведенного на цементно-песчаных пластинах эксперимента.

В *шестой главе* проведён анализ результатов определения жёсткости, полученных по различным методикам, в том числе по предложенной. Выполнено сравнение полученных данных с экспериментами из дисс. работы к.т.н. С.С. Ватагина и д.т.н. Т.А. Мухамедиева (консультант д.т.н. Н.И. Карпенко). На основе этого разработаны практические рекомендации для внедрения в Нормы проектирования.

На рис. 8, а и б показано сопоставление жёсткости, полученной по различным методикам, для изгибаемого элемента 400×200 мм с одиночной арматурой. Данные приведены для двух значений процента армирования при одном и том же классе бетона. В обоих случаях на стадии эксплуатации результаты, полученные по предложенной методике, выше на 20-28%, чем по всем остальным методикам. Тем самым выявлены некоторые резервы жёсткости конструкции, учёт которых способствует снижению расхода арматуры до 31,6% в сравнении со СНиП 2.03.01-84*.

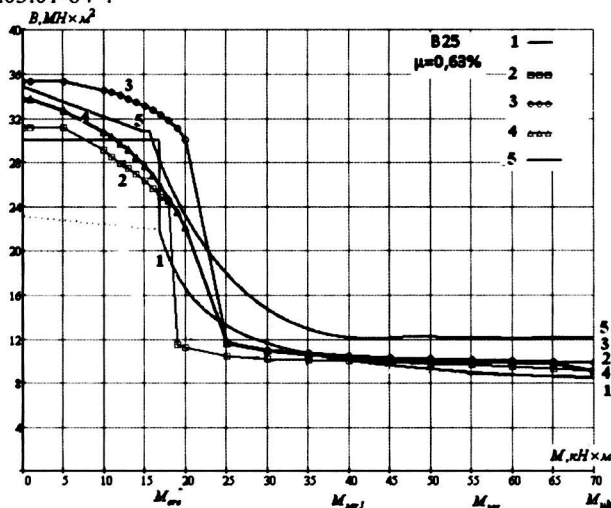


Рис. 8, а. Жёсткость элемента при непродолжительном действии нагрузки (для бетона В25 и $\mu=0,63\%$): 1 — по СНиП 2.03.01-84*; 2 — по диаграммному методу соответственно: 2 — СП 52-101-2003, 3 — Eurocode-2, 4 — Н.И. Карпенко с учетом предложенных корректирующих коэффициентов; 5 — по предлагаемой методике

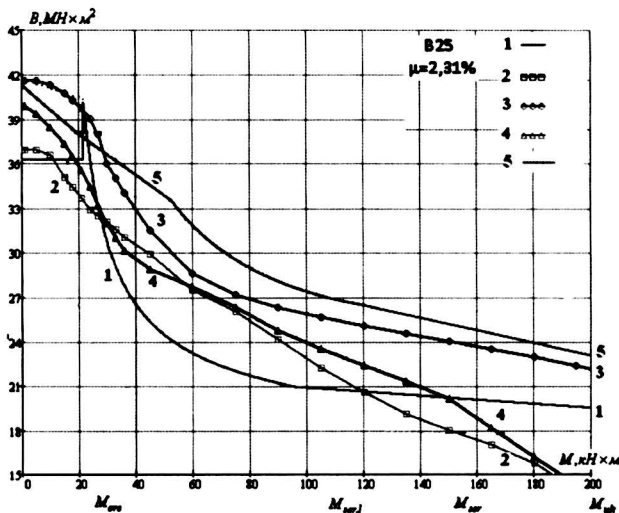


Рис. 8, 6. Жёсткость элемента при непродолжительном действии нагрузки (для бетона В25 и $\mu=2,31\%$): 1 – по СНиП 2.03.01-84*; 2 – по диаграммному методу соответственно: 2 – СП 52-101-2003, 3 – Eurocode-2, 4 – Н.И. Карпенко с учетом предложенных корректирующих коэффициентов; 5 – по предлагаемой методике

Выполнено сопоставление результатов, полученных по предложенной методике, с экспериментальными данными других авторов. Так, сравнивая зависимости высоты трещины от нагрузки с опытами К.А. Пирадова (рис.7), установлено, что расхождение для балок с различным процентом армирования составило не более +8% для $\mu=0,0089$, +10% для $\mu=0,0180$ и +13% для $\mu=0,0279$. Расчётная жёсткость от эксплуатационной нагрузки для балок из работ К.А. Пирадова, С.С. Ватагина и Т.А. Мухамедиева получилась в среднем на 11% ниже опытной. Выявленное расхождение значительно меньше, чем полученное по остальным рассмотренным методикам (рис. 9а, б).

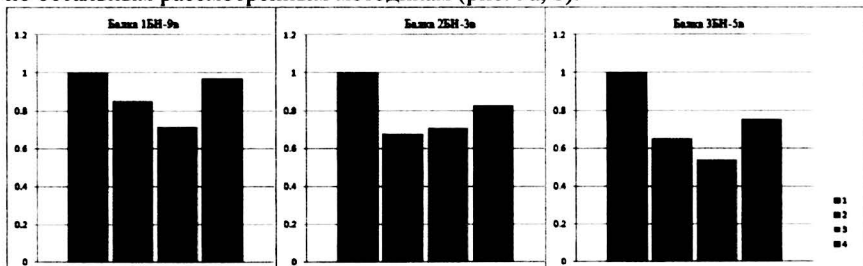


Рис. 9, а. Жёсткость элемента при непродолжительном действии эксплуатационной нагрузки: 1 – опыты К.А. Пирадова; 2 – методика СНиП 2.03.01-84*; 3 – диаграммный метод с учетом предложенных коэффициентов; 4 – по предлагаемой методике

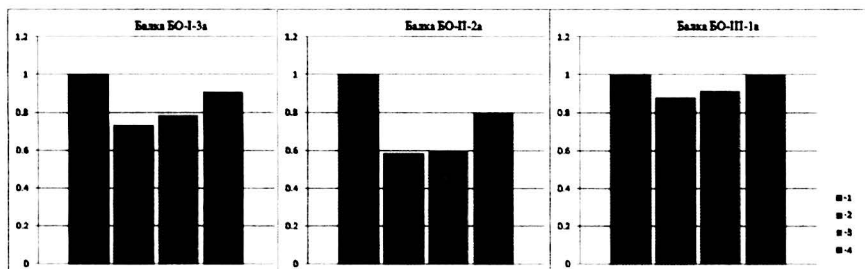


Рис. 9, б. Жёсткость элемента при непродолжительном действии эксплуатационной нагрузки: 1 – опыты С.С. Ватагина; 2 – методика СНиП 2.03.01-84*; 3 – диаграммный метод с учетом предложенных коэффициентов; 4 – по предлагаемой методике

В приложении приведены таблицы к численному эксперименту о растяжении бетонного бруса и таблицы тарировочных функций для железобетонных изгибаемых элементов.

ОСНОВНЫЕ ВЫВООДЫ

1. Анализ состояния вопроса показал, что в существующих нормативных методиках определения жёсткости изгибаемых элементов не в полной мере раскрывается механизм их работы, так как не учитываются накопление повреждений в бетоне растянутой зоны сечения, работа растянутого бетона над трещиной, концентрация напряжений в её вершине, а также наличие зоны предразрушения в ней. Это приводит к занижению расчётной жёсткости элементов и, как следствие, к перерасходу в них арматуры. Кроме того, открытым остаётся вопрос, какие именно диаграммы деформирования бетона использовать в расчётах.

2. Получены новые корректирующие коэффициенты к диаграммам деформирования бетона, предложенным академиком Н.И. Карпенко, что позволяет сблизить значения жёсткости изгибаемых элементов, вычисленные по диаграммной методике и по СНиП 2.03.01-84*. Установлено, что в ряде случаев в зависимости от процента армирования, класса бетона и схемы армирования расчётная жёсткость рассматриваемых элементов получается от 5 до 34,5% ниже опытной, что приводит к перерасходу в них арматуры.

3. Разработана расчётная модель деформирования изгибаемого элемента для определения его жёсткости на основе усовершенствования нормативной схемы распределения усилий и напряжений в сечении элемента, что выполнено путём введения в модель: поля рассеянных повреждений в растянутую часть бетона, концентратора напряжений в виде трещины А.Гриффица и зоны предразрушения постоянной длины в вершину трещины.

4. Выполнено компьютерное моделирование напряжённо-деформированного состояния элементов с трещинами для определения параметров модели и изучения влияния на их работу уровня нагружения, накопленных рассеянных повреждений, соотношения модулей деформации бетона и арматуры, процента армирования, высоты трещины, сопротивляемости растянутого бетона над ней и наличия зоны предразрушения. Это позволило впервые получить расчётную зависимость высоты трещины от величины действующей нагрузки с учётом перечисленных факторов.

5. По результатам компьютерного моделирования разработана программа физического эксперимента, который проведён для уточнения теоретических выражений и параметров расчётной модели. Получены новые опытные данные о распространении сквозных трещин в растянутых цементных и цементно-песчаных пластинах и выявлены закономерности развития зоны предразрушения в образцах, что было выполнено с использованием метода измерения поверхностной микротвёрдости. Проведены равновесные испытания цементно-песчаных балок с начальным надрезом, из которых установлено, что уровень напряжений в момент появления трещины, полученный ранее численно, подтверждается опытом.

6. На основе предлагаемой расчётной модели деформирования, проведённых компьютерного моделирования и экспериментов создана методика определения жёсткости изгибаемых элементов с учётом накопленных повреждений и работы растянутого бетона над трещиной.

7. Полученные в работе результаты сопоставлены с теоретическими и экспериментальными данными отечественных и зарубежных исследователей и нормативными методиками (СНиП 2.03.01-84*, СП 52-101-2003, EuroCode и др.), даны рекомендации для их практического применения и внедрения в нормативы. Достоверность предложенной методики подтверждена путём сравнения полученных по ней результатов с опытами, проведёнными другими авторами. Для рассмотренных в работе шарнирных балок применение методики позволило выявить и реализовать существующие в них резервы жёсткости и тем самым, обеспечить их рациональное проектирование и, пониженный по сравнению с нормативным расчётом расход арматуры (до 31,6%).

Содержание диссертации изложено в следующих публикациях:

1. Карпенко Н.И., Соколов Б.С., Радайкин О.В. К определению деформаций изгибаемых железобетонных элементов с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры // Журнал «Строительство и реконструкция». Орёл: Изд. ОГТУ, 2012, №2(40). – С. 11-20.

2. Радайкин О.В. К совершенствованию методики расчёта жёсткости изгибаемых железобетонных элементов из обычного железобетона // «Известия КазГАСУ». Казань, 2012, №1(19). – С. 59-66.

3. Радайкин О.В. Влияние асимметричности распределения прочности материала на трещиностойкость // Материалы 56-й республиканской научной конференции. Сборник научных трудов студентов. КазГАСУ. Казань, 2004. – С. 7-9.

4. Радайкин О.В. Оценка остаточной несущей способности повреждаемых железобетонных стеновых панелей и балочных элементов // Материалы республиканского конкурса научных работ студентов и аспирантов на соискание премии Н.И.Лобачевского, февраль 2006г. КГУ им. В.И.Ленина. Казань, 2006. – С. 6-8.

5. Ахметзянов Ф.Х., Радайкин О.В. К оценке зоны предразрушения магистральных трещин в повреждаемых железобетонных стеновых панелях // «Известия КазГАСУ». Казань, 2007, №2(8). – С. 46-48.

6. Радайкин О.В. К определению момента трещинообразования с учётом неоднородности свойств бетона и накопления повреждений // Международная молодёжная НТК «Научному прогрессу – творчество молодых». – Йошкар-Ола: Изд. МарГТУ, 2011. – С. 131-132.